

水平力を受ける鉄筋コンクリート群杭の 終局挙動に関する遠心模型実験

木村 亮・足立 紀尚・小林 秀人

CENTRIFUGE MODEL TESTS ON ULTIMATE BEHAVIOR OF LATELALLY LOADED REINFORCED CONCRETE PILES

By *Makoto* KIMURA, *Toshihisa* ADACHI and *Hideto* KOBAYASHI

Synopsis

Pile group subjected to a large lateral deformation was carried out by centrifugal model tests to investigate its response of a reinforced mortar pile (equivalent to a cast-in-place concrete pile) at ultimate strength. In order to observe the behavior of both the pile and soil, a semi-round pile was also used and one of the sides of the test chamber was made of glass. The lateral load-lateral displacement curves, strains acting on the surface of piles, cracks condition, the deformation pattern and the shape of the wedges at surrounding ground, and the failure mechanism of pile group were discussed experimentally.

1. は じ め に

我が国の都市は、軟弱な沖積粘土・シルト層上に発展しているため、構造物基礎として杭の果たす役割は大きい。一般に、水平力を受ける杭基礎の設計に関して、例えば道路関係の杭基礎¹⁾では、杭頭の許容変位量を杭径の1%と比較的小さい範囲に規定する許容応力度設計法を採用している。近年、構造物の設計規範は、許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあり、昭和61年制定のコンクリート標準示方書²⁾においてコンクリート構造物の設計規範として初めて限界状態設計法が導入された。

上部構造物と下部構造物の設計法のバランスを考慮すると、杭基礎についても限界状態における合理的な設計法を確立する必要がある。しかし、杭基礎のような下部構造物は上部構造物と異なり、地盤の強度特性だけでなく地盤と群杭の相互作用が問題となる。よって、杭基礎の設計に限界状態設計法を導入するためには、この相互作用挙動を含めた水平力を受ける杭基礎の終局状態での挙動を把握することが、必要である。

本論文では、水平力を受ける杭の終局限界状態を解明するために、京都大学防災研究所に設置されている遠心載荷装置を用いた、大変形水平載荷試験を実施した。遠心載荷装置を用いる実験では、模型の応力状態を実物と同じレベルにできるために、幾何学的および力学的相似則を満足し、実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる。

模型杭には、場所打ち鉄筋コンクリート杭を想定したピアノ線モルタル模型杭を用い、単杭・直列2本杭・直列3本杭という杭配置に対して終局状態までの載荷試験を行い、実験結果を考察した。また、水平載荷時の杭体と杭周辺地盤の挙動を視覚的に観察可能とするため、透明ガラス板を側面に使用した土槽を用い、半断面杭を使用した実験をも実施した。

2. 遠心模型実験の概要

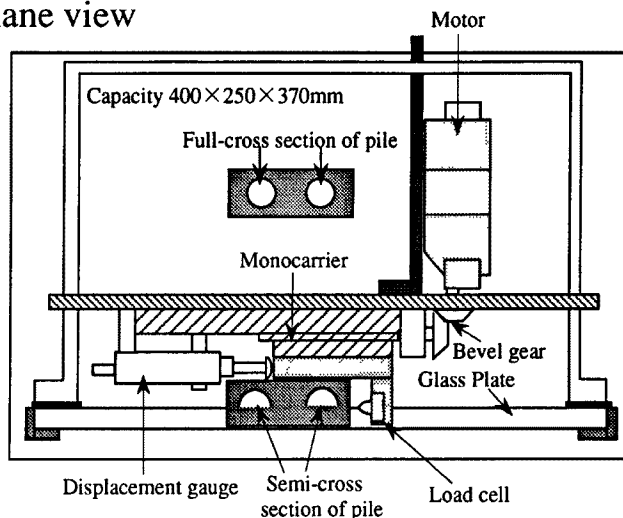
2.1 実験装置

水平載荷実験は Fig. 1 に示す装置を用いて行った。実験土槽は長さ 48 cm、幅 25 cm、高さ 40 cm の鋼鉄製箱型である。

載荷方法はモーターを用い、動力の伝達には Fig. 2 に示すベベルギヤとモノキャリヤを使用し、変位制御で行う。モーターによる回転をベベルギヤで 90° 回転させ、ボールねじを回転させる。ボールねじの回転によりスライダがリニアガイド上を水平に移動し、杭を水平載荷する機構となっている。ここでロードセル先端部に、鉄製の円錐形キャップを取付け、杭頭が回転する場合でも載荷点での荷重を全てロードセルに伝達できるよう、工夫した。また、模型杭のねじれが発生しないように、杭頭に取付けたキャップに載荷する。

載荷された杭と地盤の挙動を視覚的に観察するために、模型杭には通常円形断面杭（以後これを全断面杭と称する）のほかに、半断面杭を使用する実験も行った。これは Fig. 1 に示すように、土槽の 1 面は透明ガラス板となっており、半断面杭の載荷の場合は縦断面がガラス板に接する形態となっている。土槽の一面を構成するガラス板は、土槽の剛性を保つために端部に鉄製のフレームが付いているが、特に杭頭付近での地盤の挙動を観察するために、杭頭付近は透明アクリル製とした。全断面杭の載荷試験は土槽中央に杭を設置し、載荷用モーターを

Plane view



Side view

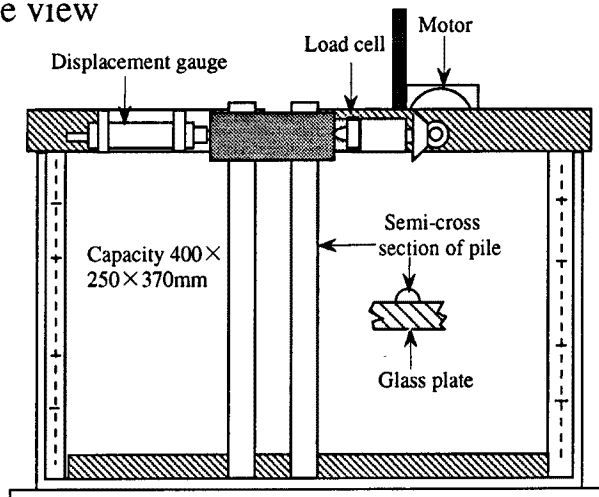


Fig. 1. Set up of the experiment.

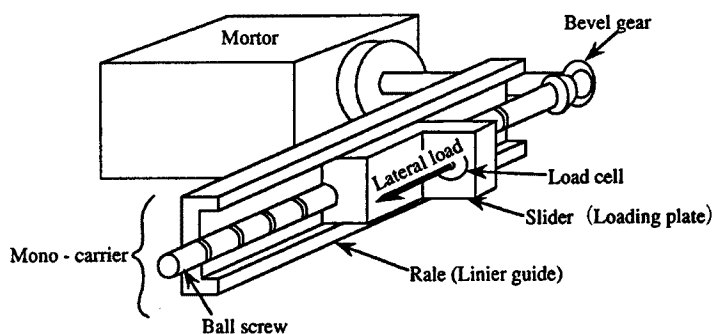


Fig. 2. Lateral loading system.

Table 1. Types of model tests.

	Single pile				2 pile group		3 pile group
	Semi-circular pile		Full-circular pile		Semi-circular pile	Full-circular pile	Full-circular pile
	Free-headed	Fix-headed	Free-headed	Fix-headed			
Mortar pile	○	○	○	○	○	○	○

土槽の端に取付けて行った。

本実験で用いた杭は、場所打ち鉄筋コンクリート杭を想定しているピアノ線モルタル模型杭（杭径 $d=24$ mm, 長さ $L_p=46$ cm）である。実験は単杭のほかに、直列2本杭、直列3本杭に対して行った。杭頭の固定条件は、群杭ではフーチングによる杭頭固定であり、単杭に関しては杭頭自由の他に、Fig. 3に示すような杭頭固定用の枠を用いた杭頭固定の2種類の固定条件を採用した。群杭実験では杭中心間隔は杭径の2.5倍とした。実験を行った全てのパターンをTable 1に示す。

全断面杭には、杭に発生するひずみ分布を計測するために、地表面下に7点（直列2本杭実験の場合は6点）にそれぞれ一対、計14点（同12点）の曲げひずみゲージを貼付した。また、群杭実験では各杭の荷重分担を計測するために、地表面上1 cmの位置に直角ロゼット型せん断ゲージを貼付した。各ひずみゲージの貼付位置をFig. 4に示す。なお、直列3本杭の実験ではひずみゲージは貼付していない。地表面からの載荷点高さは3 cmであり、杭頭変位の計測に関しては、杭頭の変位を直接計測するのではなく、荷重を加えているモノキャリヤの変位を測定する。載荷速度は2.5 mm/minで静的・一方向載荷し、載荷点で杭径の100%まで変位させた。

実験の計測項目は、全断面杭では、前述した各ひずみゲージの値および杭頭部における荷重および変位を計測するためのロードセル、変位計の値である。これらの値を杭頭変位が杭径の約2.5%となるごとに測定した。また、半断面杭実験では杭頭での荷重と変位の計測のほかに、地盤と杭の変形状況を調べるための写真撮影を、杭頭変位が杭径の25%となるごとに行った。

2.2 ピانو線モルタル模型杭の作成方法

ピアノ線モルタル模型杭（杭径 $d=24$ mm, 長さ $L_p=46$ cm）は、阪神高速道路の基礎杭に使用される杭径1.2 mの標準的な場所打ち鉄筋コンクリート杭（D 29 異径鉄筋24本使用、鉄筋かぶり15 cm、以後想定杭と略称）を参考にした。ピアノ線モルタル模型杭の作成は以下の手順で行った。

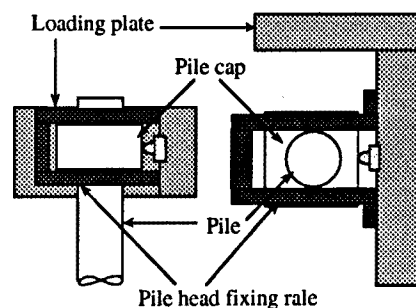


Fig. 3. Apparatus of fix-headed single pile.

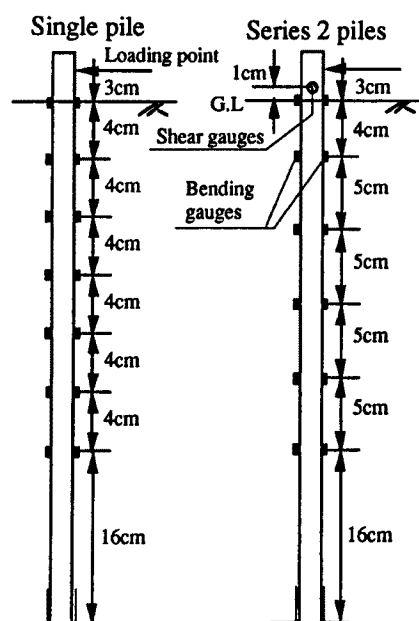


Fig. 4. Positions of measuring gauges.

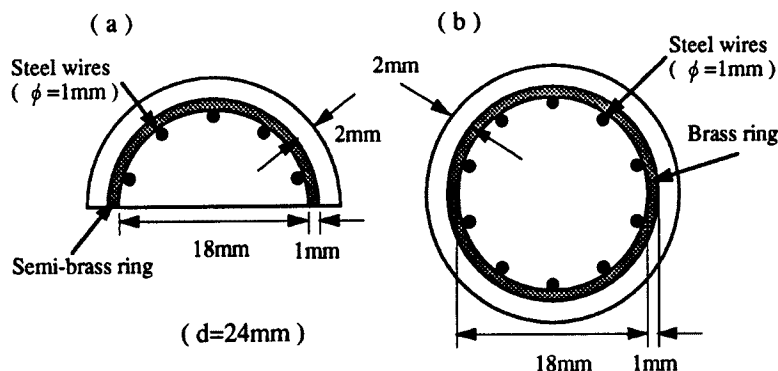


Fig. 5. Cross sections of mortar piles reinforced with steel wires.

- 1) Fig. 5 に断面を示すように、直径 1 mm のピアノ線を半断面杭では 5 本、全断面杭では 10 本を主鉄筋に、内径 18 mm、厚さ 1 mm の真鍮製リング（半断面杭では半円リング）を帯鉄筋に用い、釣糸を用いて各鉄筋を結び付けて鉄筋かごを組み立てる。ここで、主鉄筋であるピアノ線の杭全体に占める体積比は上記想定杭と同じ比率とした。帯鉄筋の数は 10 本、19 本の 2 パターンで作成した。
- 2) 骨材とする豊浦標準砂と早強セメント、蒸留水を 2 : 1 : 0.65 の割合で配合し、モルタルを作成する。
- 3) 杭作成モールドに主鉄筋かぶりが 3 mm となるように鉄筋かごを設置し、モルタル中に気泡が残らないようモールドに打撃を加えながらモルタルを流し込む。
- 4) 1 日養生後、杭をモールドから取り外し、2 週間水中養生する。モルタルの 2 週間水中養生後の一軸圧縮強度は $\sigma = 300 \sim 370 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

実験に用いた模型杭の終局状態までの曲げに対する特性を調査するために杭を単純ばりとして載荷試験を行った。載荷試験は支点間距離 22 cm、載荷スピードは 1 mm/min で支点中心に静的載荷した。半断面杭は杭の水平載荷試験時と同じ載荷方向とするために、杭の縦断面が垂直になるようにして載荷した。

Fig. 6 に載荷点での荷重～たわみ関係を示す。ここでは半断面杭の結果は 2 倍して表示してある。載荷結果より、終局状態では全断面杭は半断面杭の 2 倍近い曲げに対する支持力を有していることがわかる。また、載荷初期においては、帯鉄筋の数の支持力に対する影響はみられず、終局状態においては、帯鉄筋の多い方が支持力が高い傾向がある。本載荷試験で用いた杭の帯鉄筋は、仕事量を考慮して 10 本とした。

本実験では、水平載荷試験に用いた全断面杭は、すべて弾性範囲内での曲げ試験を行い、初期の曲げ剛性 EI を測定した。その結果、各杭の EI のばらつきは 10% 程度であり、その平均値は $EI = 8.36 \times 10^4 \text{ kgf cm}^2$ であった。

実験に用いたピアノ線モルタル模型杭、

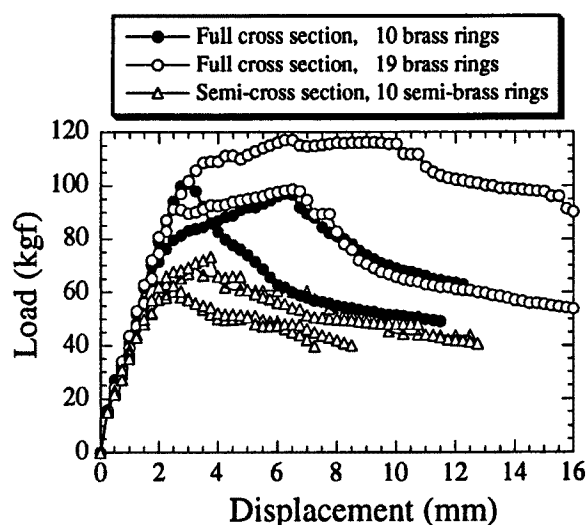


Fig. 6. Load-displacement curves on reinforced mortar piles by bending rigidity tests.

Table 2. Pile parameters.

	Diameter	Length	EI	Centrifugal acceleration
Equivalent pile (Reinforced concrete)	1.2 m	29 m	$3.178 \times 10^{12} \text{ kgfcm}^2$	50 g
Prototype	1.2 m	22.5 m	$5.225 \times 10^{11} \text{ kgfcm}^2$	
Model pile (Reinforced mortar)	2.4 cm	46 cm	$8.361 \times 10^4 \text{ kgfcm}^2$	

プロトタイプ杭および想定杭の諸元を **Table 2** に示す。ただし、想定杭のコンクリートの圧縮強度は 300 kgf/cm^2 、鉄筋の引張り強度 $\sigma_{sy} = 3,500 \text{ kgf/cm}^2$ とした。本模型杭では、主鉄筋であるピアノ線の杭全体に占める体積比は、想定杭と同一であるが、プロトタイプと想定杭の曲げ剛性に顕著な差が生じた。

2.3 実験地盤作成方法と物性値

本実験では、地盤材料に豊浦標準砂を使用した。地盤の作成には、作業性や実験の規模を考慮して、地盤材料を 1.5 mm のスリット幅から落下させる気中落下法を採用した。さらに、半断面杭の実験においては、杭の破壊状態と地盤の変形状況を視覚的に観察するために次に示す 2 種類の方法で地盤を作成した。

(1) 色砂法³⁾

ガラス板付近に染色した砂と染色していない普通の砂を 5 mm ごとに交互に積み、載荷試験中にこれを写真撮影することにより、地盤の挙動を観察する。杭とガラス板の摩擦の影響を低減するために、杭の縦断面にはグリースを塗ってある。このグリースは杭とガラス板の間に砂が入り込むことを防ぐ役割も果している。色砂法によって作成した地盤の完成状況を **Photo 1** に示す。

(2) 寒天膜法⁴⁾

杭および地盤材料とガラス板との摩擦を低減するために、土槽を組み立てる前にガラス板上に厚さ約 3 mm の寒天の膜を作成する。作成した寒天膜の上に直径 2 mm の球形の標点を 130 点設置する。標点を設置したガラス板を一側面として土槽を組み立て、これに豊浦標準砂を落下させて地盤を作成する。標点の埋まった土槽を載荷試験中に写真撮影し、その写真をスキャナーで読み取って地盤の動きを捉える。寒天膜法によって作成した地盤の完成状況を **Photo 2** に示す。

土槽全体の重量を計測して、土試料の単位体積重量を求めると 1.611 gf/cm^3 となった。模型地盤の諸元は $G_s = 2.64$, $e = 0.638$, $D_r = 0.908$ である。さらに、遠心載荷を行っている際の地盤物性を調べるため、遠心加速度 $40 g$ の遠心場でミニチュアコーン貫入試験を行った⁵⁾。その結果、深くなるにしたがって q_c の値は直線的に増加し、深さ 10 cm で 100 kgf/cm^2 程度であった。

杭、地盤、載荷装置がセットされた土槽を遠心載荷装置のスイニングプラットフォーム上に設置し、所定の値に加速度を上げた後、10 分間遠心加速度を与え続け、その後に載荷実験を開始した。

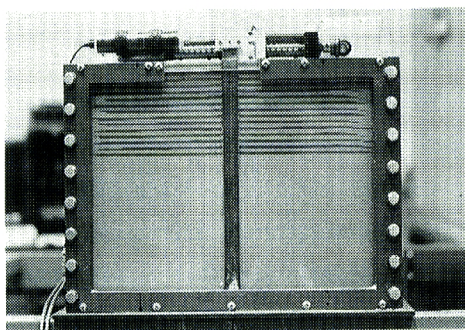


Photo 1. "Irozuna" method.

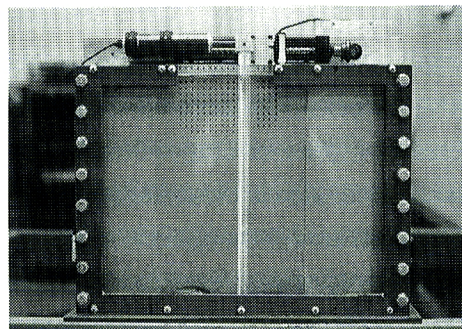


Photo 2. "Kanten-maku" method.

3. 実験結果および考察

以下に示す遠心載荷実験の結果に関しては、全てプロトタイプに換算して表す。また、ピアノ線モルタル模型杭は、以後鉄筋コンクリート杭と記述する。

3.1 杭頭荷重～変位関係に関する考察

Fig. 7 に杭頭条件が固定と自由の単杭実験における杭頭荷重～変位関係を示す。ここで横軸は杭径で無次元化した変位を示す。杭頭自由の結果をみると、変位量が杭径の 40% を越えると大きく支持力が低下する例が見られる。これは最大曲げモーメント発生点近傍で杭の塑性化が進み、杭体が折れるような現象を示唆するものである。極限支持力は 160 tf 程度と判定される。

一般に杭頭条件が固定の場合は、自由の場合と比較して荷重～変位関係は初期勾配から左へシフトする。これは同じ荷重に対しても、杭頭が拘束されているために変位量が小さくなるためである。ところが、本実験では、杭頭を固定した影響はこの図からではみられない。この原因は杭頭を固定した機構に問題があり、杭頭での荷重を正確に計測できなかったことにある。しかし、杭頭荷重以外の計測項目については、後述するように考察の対象となりうる結果を得た。

全断面杭の結果より、杭頭自由の単杭実験においては、変位が杭径の 40% となったあたりで極限状態に達していることがわかる。ここで単杭実験の荷重～変位関係の内側を内挿し、両対数表示したものを Fig. 8 に示す。この図より、変位が杭径の 15% となる付近で折れ点を確認できる。文献 6) の実杭（鉄筋コンクリート杭）に対する載荷試験結果を両対数表示した荷重～変位関係においては、載荷点での変位が杭径の 1% 付近で第一の折れ点が生じ、5% 付近で第二の折れ点が生じている。第一の折れ点は杭の引張り側にクラックが生じ、全断面有効の状態から RC 断面へ移行する境界であり、第二の折れ点は鉄筋が降伏した状態と報告されている。本実験で見られた折れ点は、変位レベルが異なるが、実杭載荷試験における第二の折れ点に対応しているものと考えられる。ただし、本実験では鉄筋には異径鉄筋ではなくピアノ線を用いているため、モルタルとの付着強度が弱く、モルタル中をピアノ線がすべる現象が考えられ、杭体に

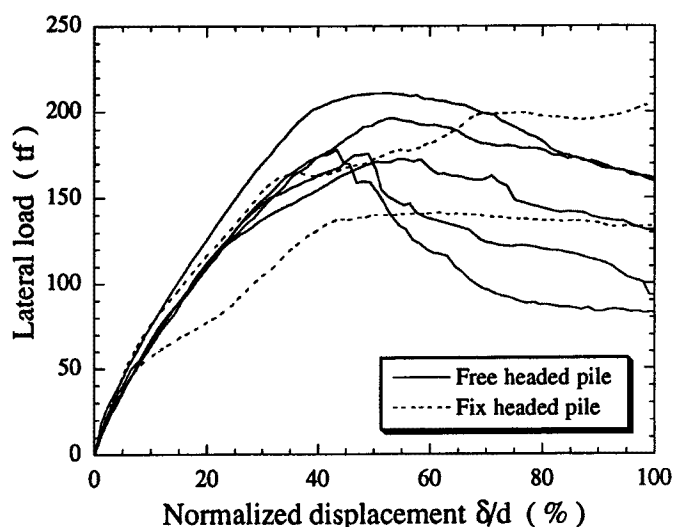


Fig. 7. Relationship between lateral load and normalized displacement on single piles.

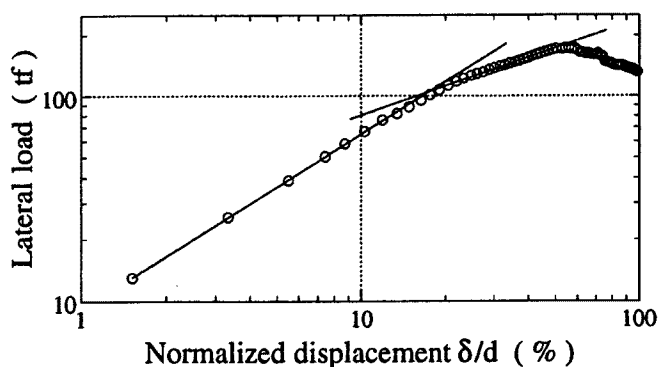


Fig. 8. Load-displacement curves replotted on logarithmic scale.

クラックが生じた後は、ピアノ線が降伏に至る前に杭体の中ですべりだしているものと考えられる。

次に、Fig. 9 に直列 2 本杭実験および直列 3 本杭実験の杭頭荷重～変位関係の結果を示す。参考のため杭頭自由単杭の結果も併せて示している。直列 2 本杭においては、変位が杭径の 40% となる付近から終局状態に達している。しかし、それ以後も荷重は緩やかに増加する傾向がある。また、直列 3 本杭については、変位が杭径の 25% となる付近で終局状態に達しており、直列 2 本杭とは異なり、それ以後の荷重の増加は見られない。このように直列 3 本杭の方が、直列 2 本杭よりも早く終局状態に達し、杭本数によって終局状態に至る変位量が異なることがわかる。

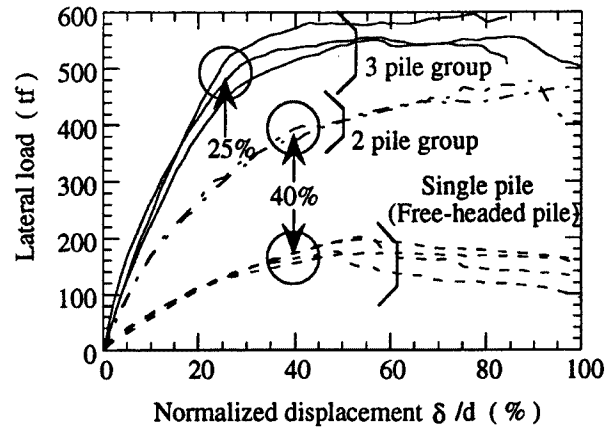


Fig. 9. Load-displacement curves on single pile, 2 pile group and 3 pile group.

3.2 杭体のひずみ分布とクラック発生位置

(1) 杭頭自由単杭のひずみ分布とクラック発生位置

Fig. 10 に杭頭自由単杭の杭体ひずみ分布を示す。図には圧縮、引張りひずみ分布とともに、実験終了後に取り出した杭から観察したクラックの位置をスケッチしたものを併せて表示している。

Fig. 10 のひずみ分布図より、圧縮側のひずみは広い範囲で杭体が発生しているのに対し、引張り側のひずみは地表面下 4 m の地点が卓越しており、その他の場所では大きなひずみは生じていない。これはコンクリートが引張りに抵抗しないことが原因である。圧縮、引張りひずみとも、地表面下 2～4 m において最大のひずみが生じている。さらに、圧縮ひずみに関しては、杭頭での変位量が杭径の 28% を越えると、地表面下 6 m 以深ではひずみの増加は見られない。そして、引張りひずみに関しては変位が杭径の 5.5% を越えた時点から、地表面下 6 m 以深のひずみの増加が見られない。これは地表面下 6 m より浅い場所で杭体にクラックが入り、杭の変形挙動がクラックの位置より浅い地表面側に限られていることを示唆している。

クラックの発生状況のスケッチとひずみ分布図を比較すると、大きなクラックが生じていたのは地表面より 3 m の地点であり、圧縮ひずみが最大となる位置とほぼ一致している。また、地表面下 4 m のひずみ計の位置にもクラックが発生しており、ひずみ計の容量を越えるひずみが生じていたことがわかる。引張りひずみの場合、ひずみ計の位置にクラックが発生すると大きなひずみが計測されるが、クラックの位置

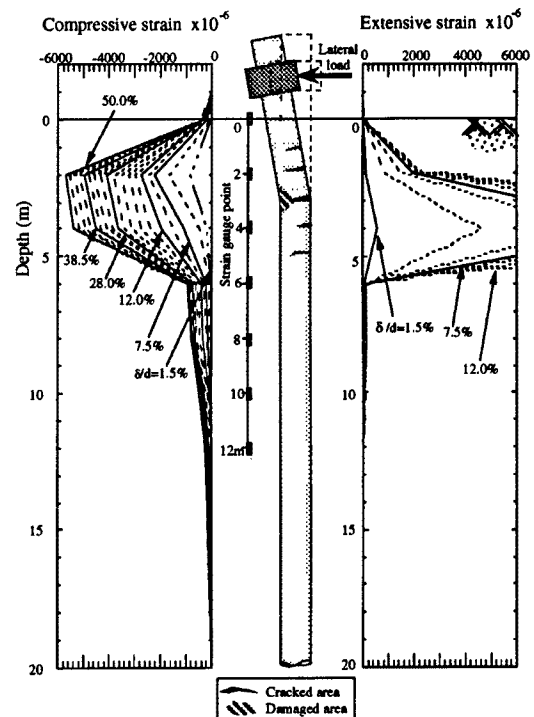


Fig. 10. Strain acting on free-headed single pile.

とひずみ計の位置が異なる場合は、ひずみはほとんど計測されなかった。圧縮側ではコンクリートの圧壊が観察できた。

杭頭自由の単杭に用いたその他の杭のクラックのスケッチを Fig. 11 に示す。いずれの杭もほぼ同じ位置で大きなクラックが発生しており、実験の再現性は良好であったといえる。また、杭頭自由の単杭に限らず、大きなクラックが発生する位置は、鉄筋かぶりが相対的に小さいためか帯鉄筋が存在する位置と同じであった。

(2) 杭頭固定単杭のひずみ分布とクラック発生位置

杭頭固定の単杭実験におけるひずみ分布を Fig. 12 に示す。圧縮側では杭頭自由と同様にひずみが杭体に広い範囲で発生し、最大ひずみが生じている場所は地表面下4～7mであり、これは杭頭自由杭よりも深い位置である。引張り側に関しては大きなひずみが計測されていないが、これはひずみ計の貼付されていない位置でクラックが発生したためである。また、杭頭フーチング直下の引張り側では負のひずみが発生しており、この位置に曲げモーメントが発生していることがわかる。

次に、杭頭固定の単杭の2回の載荷実験で観察されたクラックをスケッチしたものを Fig. 13 に示す。地表面より3.5～7mの間でクラックが発生しており、4m付近のクラックが大きく開いている。この位置も圧縮ひずみ分布図において、ひずみが最大となる位置である。また、大きな圧縮ひずみを受けている場所ではコンクリートが圧壊していることが観察できる。

(3) 直列2本・直列3本杭のひずみ分布とクラック発生位置

直列2本杭での各杭頭変位におけるひずみ分布を Fig. 14 (a)(b) に示す。ただし、図(a)は前方杭のひずみ分布、図(b)は後方杭のひずみ分布であり、それぞれ圧縮側と引張り側のひずみ分布とクラックのスケッチを併せて示す。

前方杭と後方杭を圧縮側について比較すると、最大ひずみの値は前方杭の方が後方杭よりもかなり大きくなっている。また、前方杭では大きなひずみは地表面に近い範囲で発生しているが、後方杭では地中深い地点までひずみが生じている。これは前方杭の影響によって後方杭前面の地盤反力が低下しているため

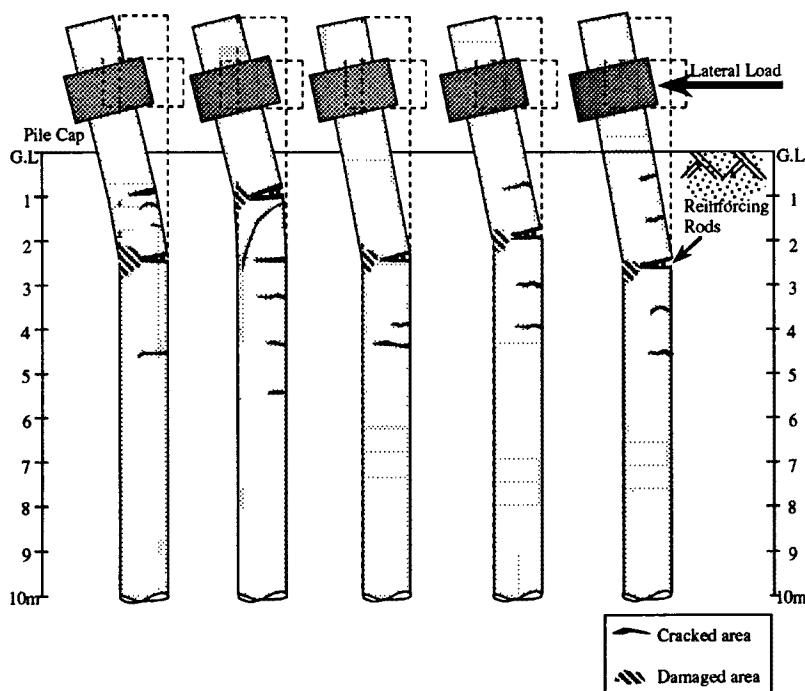


Fig. 11. Sketch of cracked area on free-headed single piles.

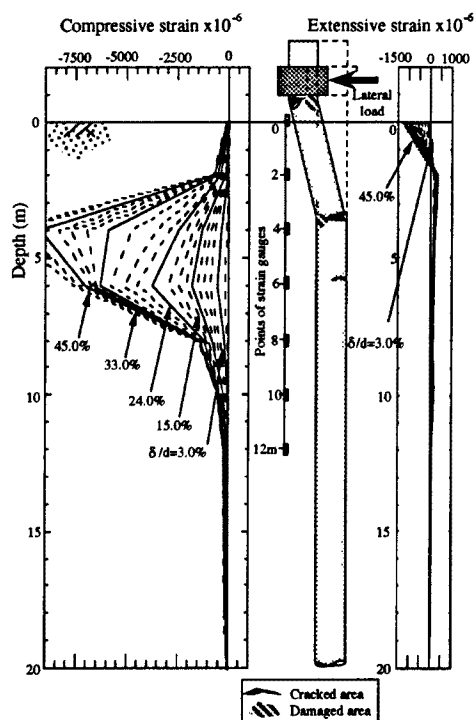


Fig. 12. Strain acting on fix-headed single pile.

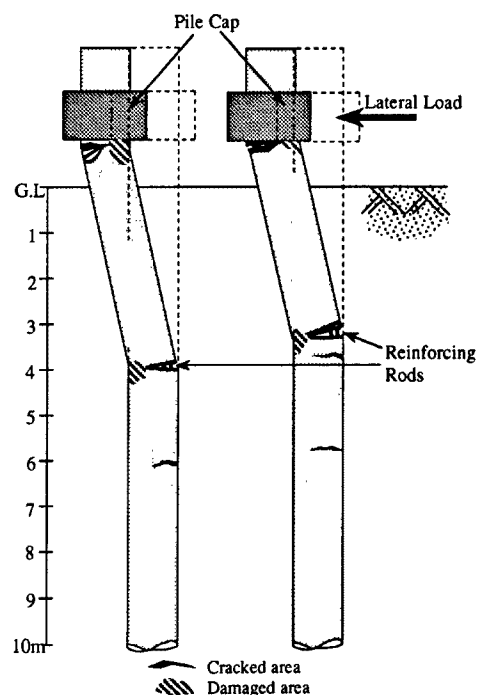


Fig. 13. Sketch of cracked area on fix-headed single piles.

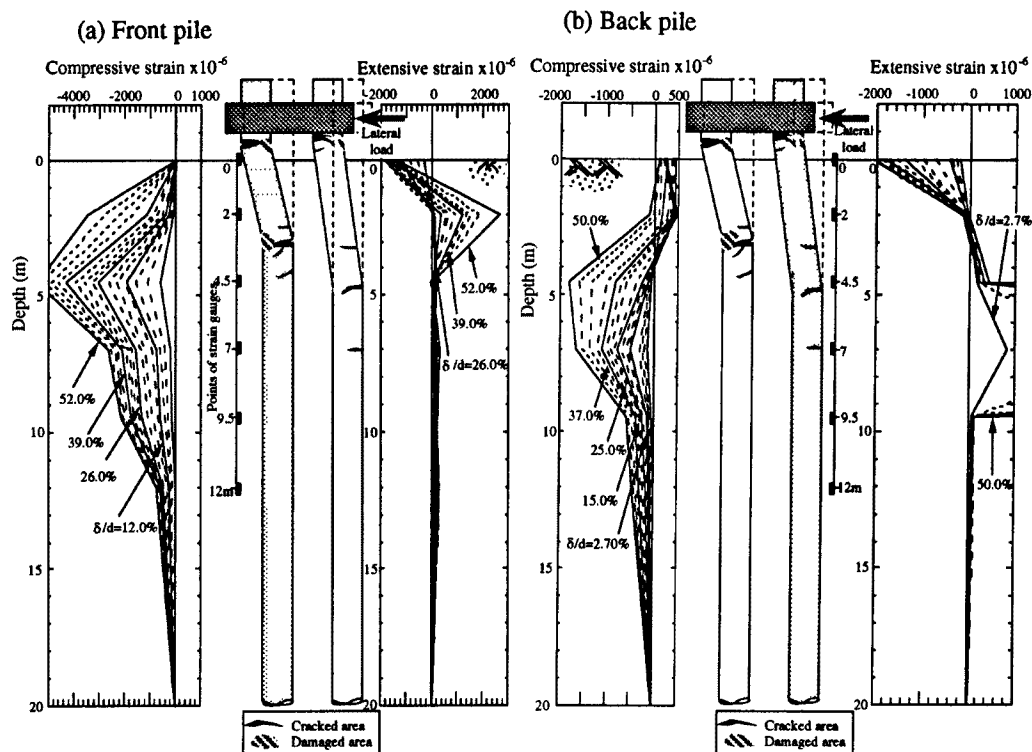


Fig. 14. Strain acting on 2 pile group, (a) front pile, (b) back pile.

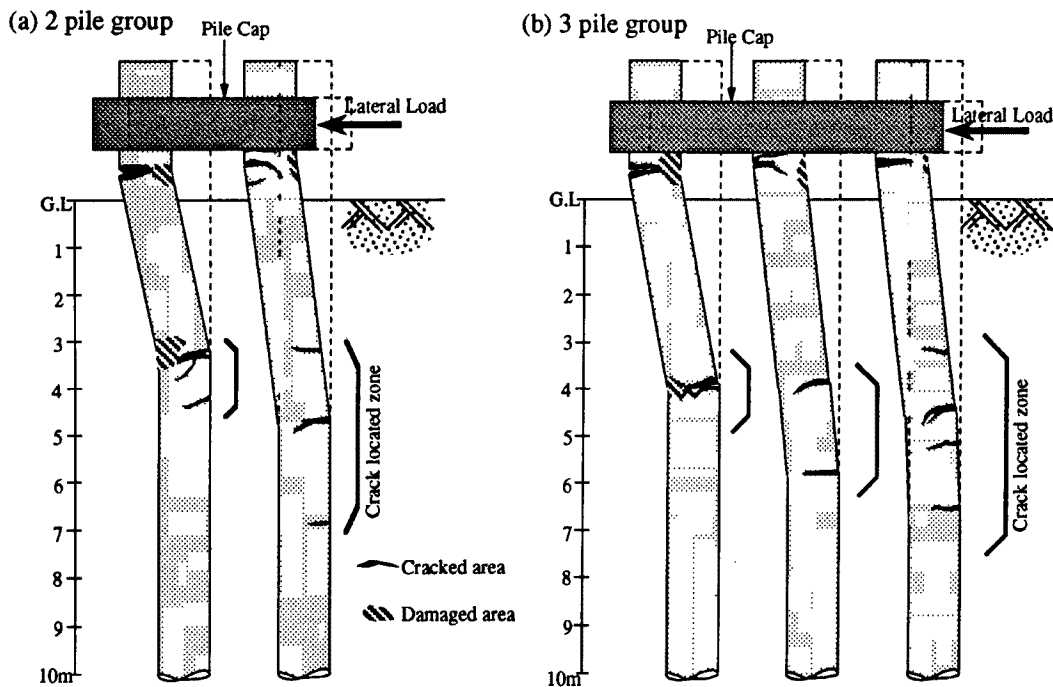


Fig. 15. Sketch of cracked area on pile groups, (a) 2 pile group, (b) 3 pile group.

と考えられる。さらに、圧縮ひずみの値を前方杭と後方杭で比較すると、前方杭の方が3倍近い大きなひずみを生じている。したがって、直列2本杭では前方杭には圧縮の軸力、後方杭には引張りの軸力が発生している。

ここで単杭と同様に、直列2本杭と直列3本杭で実験が終了した杭をスケッチしたものを Fig. 15 (a) (b) に示す。図 (a) の直列2本杭で前方杭と後方杭を比較すれば、前方杭の方が地表面に近い所で地中部の杭が大きく変形している。それに対し、後方杭は地中深い位置までまんべんなく変形が生じ、クラックも後方杭の方が深い地点まで発生しており、後方杭前面の地盤反力が前方杭の影響により低下していたことを裏付けている。そして、クラックが大きく開いている位置は圧縮ひずみ分布図において大きなひずみを生じた位置とほぼ一致する。

一方、直列3本杭に関しては杭体のひずみ分布は計測されていないが、図 (b) に示すように、前方杭、中央杭、後方杭の順にクラックの発生する領域が地中深くまで及んでいる。また、杭体の変形形状に関しては、前方杭は地表面近くで大きく変形しており、その変形形状は杭頭固定の単杭と似ている。そして、中央杭と後方杭は地中深い位置で折れ曲がっている。一方、杭頭フーチング直下では各杭の載荷点側で圧壊しており、その度合いは前方に位置する杭ほど大きい。よって、前方に位置する杭ほど荷重分担が大きく、大きな曲げモーメントがフーチング直下に働いていると言える。

3.3 杭と地盤の変形挙動

Fig. 16 (a) (b) は杭頭自由の半断面単杭実験において、寒天膜法によって設置した標点を遠心載荷途中に写真撮影し、撮影された写真をスキャナーで読み取ることによって求めた、地盤の変位ベクトル図である。(a), (b) はそれぞれ杭頭での変位量が杭径の50%のときと、100%のときのベクトル図を示す。なお、図中のベクトルの長さは見やすくするため、実際の変位量の2倍の長さで表示してある。また、図中には撮影した写真から観察できる杭体の大きなクラックも表示してある。Fig. 16 (a) (b) において、杭前面地盤の地表面付近では地盤は上方に盛り上がる挙動をしており、地盤がくさび状に抜け出ようとしてい

ることが観察される。

杭頭固定の単杭についても、Fig. 16 と同様の手法によって杭周辺地盤の変位ベクトル図を求めた。Fig. 17 (a) (b) にその結果を示す。杭頭固定の場合でも杭前面地盤が上方に変位している。杭頭自由の場合と比較して、杭頭を固定することにより地盤が杭から受ける影響範囲は広がっている。なお、水平方向に変位する領域は杭頭自由と比較して地中深くまで及んでいる。

次に、染色した砂を用いた色砂法での $\delta/d = 100\%$ 時における地盤の変位状況を Fig. 18 (a) (b) に示す。図 (a) の杭頭自由に関しては、地表面の上昇が観察できる範囲は初期の杭中心の位置から杭径の約 2 倍強である。この結果は寒天膜実験の結果と概ね一致する。これに対して、図 (b) の杭頭固定に関してはすべり線の領域は大きく、その形状は杭頭自由よりも直線に近いものとなっている。地表面において上昇する範囲は杭径の 3 倍強の範囲にまで及んでいる。

図より、いずれの場合でも地中 1.2 m 以深では地中下向きに地盤が押し込まれていることがわかる。そこでの地盤の変位方向に着目して、Fig. 16 (b) および Fig. 17 (b) 中のベクトルの水平方向となす角度を

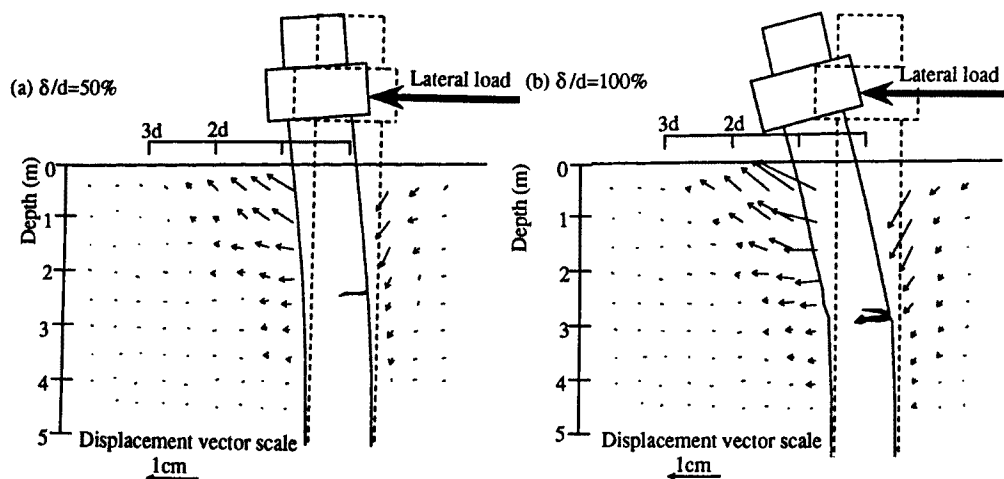


Fig. 16. Displacement vectors of ground on free-headed single pile.

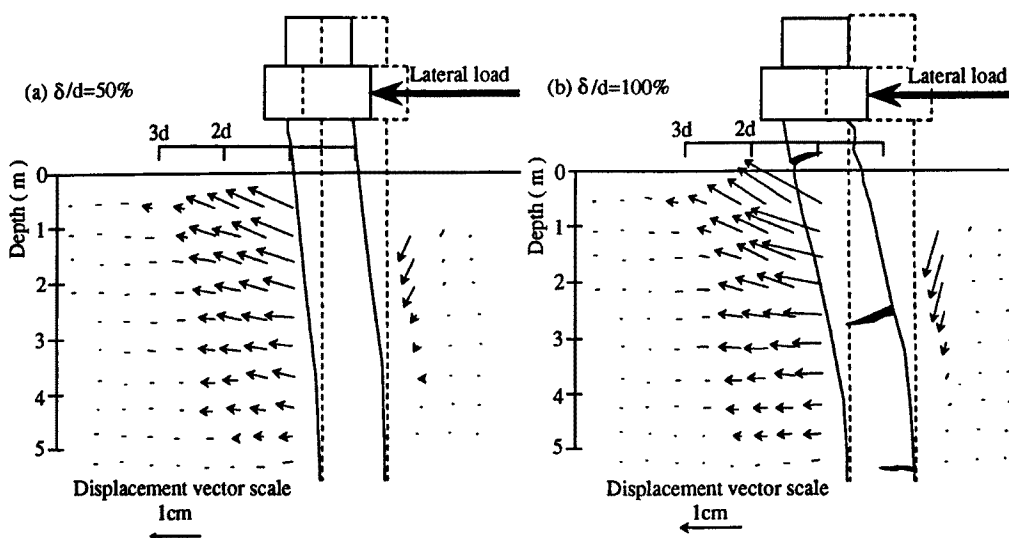


Fig. 17. Displacement vectors of ground on fix-headed single pile.

計測し、地盤の変位方向分布線を描き、塗分けた図をそれぞれ **Fig. 19 (a)(b)** に示す。また、これらの図中では長さ 1 mm 以下のベクトルに関しては丸印で示してある。これらの図より、杭前面地盤の地表に近い位置では、地盤の上方への動きが顕著である。さらに、杭頭自由では地表面下 2 m 以深の、杭頭固定では 4 m 以深の杭前面地盤は地中下方に変位していることが観察できる。これは杭中に塑性ヒンジが形成され、杭体が回転する部分と回転しない部分とが明確に別れることによる。塑性ヒンジ付近の地盤には、杭体の上から押しつける力が発生すると考えられる。

ここで直列 2 本杭に関しても上記と同様の検討を行い、各変位量において地盤の上昇が観察される範囲 L を杭径で基準化したものを、杭頭自由単杭、杭頭固定単杭と比較した結果を **Fig. 20** に示す。この図より最終的には杭頭固定単杭と直列 2 本杭の影響範囲 L/d の値は 3 以上となっており、杭頭自由の単杭の 1.5 倍以上となる。また、直列 2 本杭と杭頭固定単杭では影響範囲が载荷とともに広がっていくことがわかる。

単杭と同様に、色砂層が载荷前の状態と比較して上昇する領域の先端位置を読み取ることによって得ら

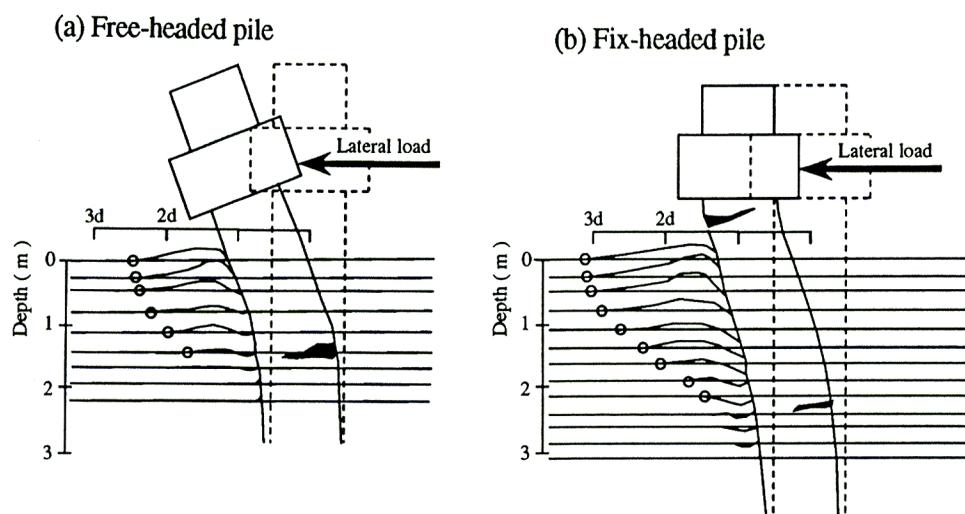


Fig. 18. Deformation condition and wedges shape in front of pile, (a) free-headed pile, (b) fix-headed pile.

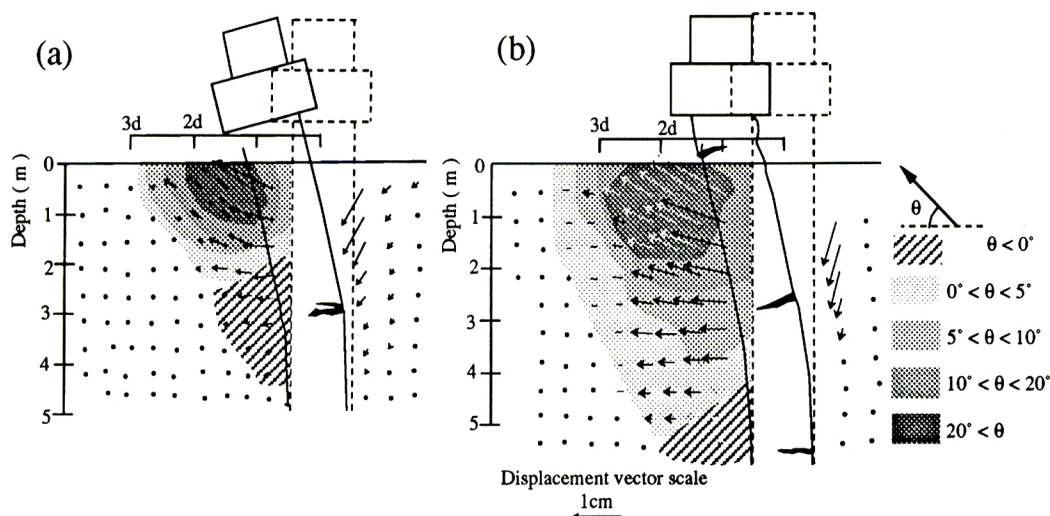


Fig. 19. Classification of vertical displacement, (a) free-headed pile, (b) fix-headed pile.

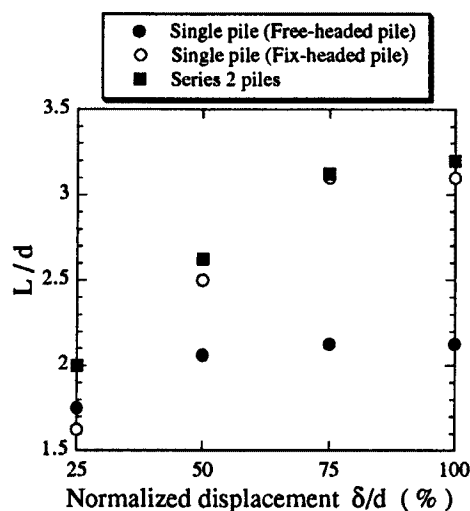


Fig. 20. Relationship between influenced area and displacement.

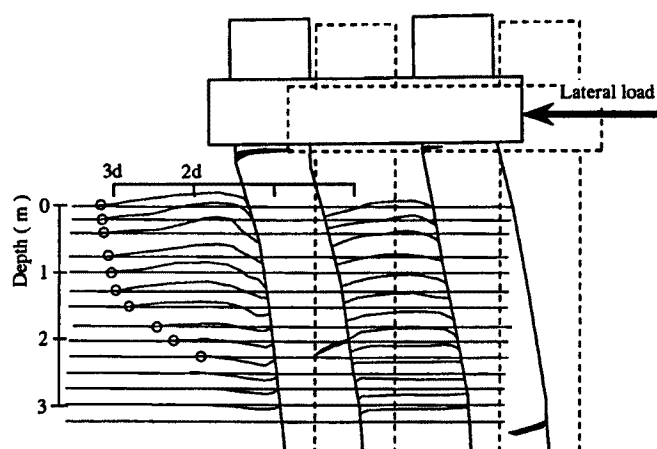


Fig. 21. Deformation condition and wedges shape in front of 2 pile group.

れたすべり線を Fig. 21 に示す。すべり線は曲線状となっているが、杭頭固定の単杭と比較すると地中部のすべり線の形状が異なっている。したがって、地表面において地盤の上昇が観察できる範囲は直列2本杭と杭頭固定単杭ではほぼ同じ大きさであるが、地中での地盤の変位挙動は両者で異なると言える。

3.4 コンクリート杭の破壊のメカニズム

半断面杭の実験で写真撮影より得られた地盤と杭の破壊状況と、全断面杭実験での杭頭荷重～変位関係、さらには杭体のひずみ分布より、杭の破壊メカニズムを Fig. 22 と Fig. 23 にまとめた。Fig. 22 は杭頭自由と杭頭固定の単杭および直列2本杭について、Fig. 23 は直列3本杭について示す。

Fig. 22 では、変位量が杭径の25%となるごとに写真撮影を行っており、図中の数字は地表面において、載荷前の杭中心位置から地盤上昇が観察できる範囲を示している。各変位量での杭体の挙動に関する考察を以下に箇条書きで記述する。ここでは杭体のクラックが開き始めた状態を杭体が塑性化したとし、圧縮

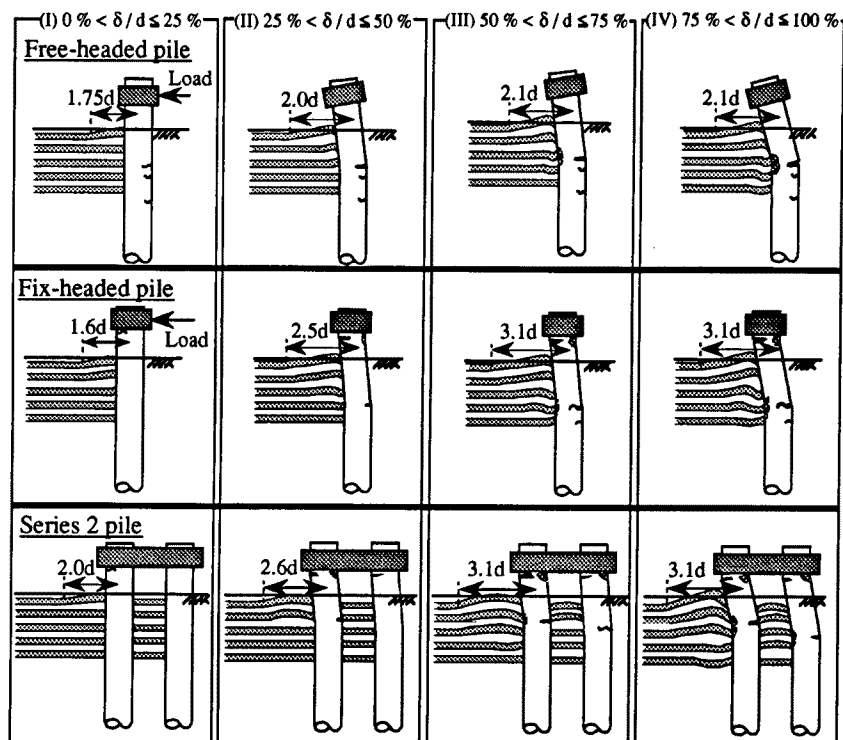


Fig. 22. Failure mechanism on free-headed single pile, fix-headed single pile, and 2 pile group.

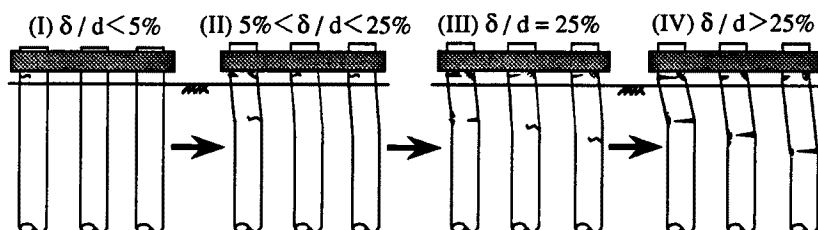


Fig. 23. Failure mechanism on 3 pile group.

部が圧壊した状態を破壊状態と定義する。

(1) $0\% < \delta/d \leq 25\%$ 時の挙動

- 杭頭自由単杭：杭頭荷重は増加過程にある。杭体ひずみ分布は5%で非線形性を呈し、12%で計測不能な引張りひずみが発生した。杭体には小さなクラックが発生する。
- 杭頭固定単杭：杭体ひずみ分布に関して、杭頭直下では3%以下で、地中部引張り側は8%で非線形性が発現する。杭頭部ではクラックが発生し、杭頭部が塑性化する。
- 直列2本杭：杭頭荷重は増加過程だが、15%以降若干緩やかになる。ひずみ分布は前方杭、後方杭とも、杭頭部では3%以下、地中部では5%以下で非線形性が発現するが、圧縮ひずみは線形増加する。杭体は前方杭杭頭部にクラックが発生し、前方杭杭頭部が先に塑性化する。

(2) $25\% < \delta/d \leq 50\%$ 時の挙動

- 杭頭自由単杭：杭頭荷重は40%まで緩やかに増加、以後終局状態に達する。圧縮ひずみは線形的に増加し、引張りひずみは増加が停止する。杭体のクラックは大きく開き、杭体が塑性化する。

- b) 杭頭固定単杭：圧縮ひずみは線形的に増加し、引張りひずみの増加は停止する。杭頭部では引張り側のクラックが大きく開き、圧縮側では圧壊部が発現し、破壊状態となる。地中部引張り側ではクラックが発生する。
- c) 直列2本杭：荷重は40%で終局状態となり、その後はわずかに増加傾向がある。前方杭、後方杭とも圧縮ひずみは増加するが、引張りひずみは増加が停止する。前方杭は杭頭部が破壊状態となり、地中部でクラックが発生する。後方杭は杭頭部にクラックが発生する。

(3) $50\% < \delta/d \leq 75\%$ 時の挙動

- a) 杭頭自由単杭：荷重は終局状態に達し、圧縮ひずみも増加が停止する。圧縮側が圧壊し杭体は破壊状態に至る。
- b) 杭頭固定単杭：ひずみは増加が停止する。地中部圧縮側に圧壊部が発現し杭体は破壊状態に至る。
- c) 直列2本杭：荷重は終局状態に達し、ひずみは後方杭の地中部圧縮ひずみだけが増加過程にある。前方杭は破壊状態にあり、後方杭は地中部にもクラック発生が発生し、地中部が塑性化する。

(4) $75\% < \delta/d \leq 100\%$ 時の挙動

すべての計測項目が、終局状態に達する。

直列3本杭については、半断面杭を用いた地盤と杭の観察は行っていないが、荷重～変位関係と Fig. 22 の結果から破壊のメカニズムを推定し、Fig. 23 にまとめた。変位量が杭径の25%のときから明確に荷重の増加が停止しているため、この変位量を基準にして、その挙動を示した。まず変位量が5%以下で前方杭杭頭部にクラックが発生する。その後、変位量が25%となる間に前方杭杭頭部が圧壊、前方杭地中部にクラックが発生し、前方杭が塑性化する。中央杭と後方杭は杭頭部にクラックが発生する。変位量が25%となったときに前方杭は破壊状態になる。中央杭と後方杭は地中部にもクラックが発生し、杭体が塑性化する。変位量が25%を越えると、各杭の破壊が進むが、杭頭荷重が低下しないことから、地盤の抵抗のみで荷重を支持すると考えられる。

4. お わ り に

本研究では、遠心載荷装置を用いて、鉄筋コンクリート杭を想定したピアノ線モルタル模型杭に対し、大変形の水平載荷試験を行い、終局限界状態まで至る挙動について以下の知見を得た。

- 1) 杭頭の荷重～変位関係より、杭本数によって終局状態に至る変位量は異なる。
- 2) 杭体のひずみが大きくなる位置で、杭体にクラックが生じる。直列杭の後列杭では、クラック発生位置が前列杭より深くなり、その範囲も広がる。
- 3) 杭前面の地盤の変形状態は、杭頭自由単杭と杭頭固定単杭とでは、地表面の影響範囲、影響深さ、すべり面の形状ともに異なる。
- 4) 地表面において、地盤の上昇が観察できる範囲は直列2本杭と杭頭固定単杭ではほぼ同じ大きさであるが、地中での地盤の変位挙動は両者で異なる。

また、実験結果を総合して、鉄筋コンクリート杭の破壊メカニズムを提示することができた。鉄筋コンクリート杭においては、杭体の塑性化による群杭全体の支持力の低減効果が顕著であり、杭配置によっても杭の塑性化の進み具合が異なる。以上のことは、限界状態設計法を導入するにあたって、今後留意すべき挙動であるといえる。

参 考 文 献

- 1) (財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，1990.

- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書解説，1986.
- 3) 谷 和夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力機構，東京大学大学院修士論文，1986.
- 4) 大島昭彦・高田直俊・Sussumu Niyama：遠心模型による開端杭の動的打ち込み実験，土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集第 3 部，1991，pp. 790 - 791.
- 5) 足立紀尚・木村 亮・森本 輝：水平力を受ける 2 本群杭の相互作用に関する研究，京都大学防災研究所年報，第 36 号 B-2，1993，pp. 79 - 101.
- 6) 木村 亮・幸左賢二・伊藤恭平・坂本眞徳：場所打ち杭の大変形水平挙動に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol. 39，1993，pp. 1385 - 1394.